ジオグリッド補強土壁の設計モデルの修正と荷重抵抗係数算定[†]

宮田 喜壽* Richard BATHURST**

Revised Design Models for Geogrid Reinforced Soil Walls and LRFD Calibration

by

Yoshihisa MIYATA* and Richard BATHURST**

This paper reports the results of load and resistance factor design (LRFD) calibration for pullout limit states for geogrid reinforced soil walls owing to soil self-weight loading plus permanent uniform surcharge. The calibration method uses bias statistics to account for prediction accuracy of the deterministic models for reinforcement load and pullout capacity, and random variability in input parameters. New revised design models are proposed to improve load/resistance prediction accuracy based on current design manual established by Public Work Research Center of Japan. And load and resistance factors are proposed that give a uniform probability of failure of 1%.

Key words:

Reinforced soil wall, Geogrid, Design, LRFD, Reinforcement loads, Pullout

1 緒 言

ジオグリッドを用いた補強土技術においては、最近 10 年間で信頼性設計法が大きく発展し、北米や欧州では実務に適用されている¹⁾²⁾。我が国の設計法は安全率ベースであり³⁾、信頼性設計法への移行が課題になっている。信頼性設計には、幅広い設計条件に対して偏りなく実際の挙動を推定する荷重・抵抗モデルと、破壊確率で設定された目標性能を達成するための部分係数が必要になる⁴⁾。我が国は補強土に関して豊富な材料・構造データを有している。著者らは北米・欧州のデータと日本のデータを統合化して信頼性解析を行い、次式で表される荷重抵抗係数設計法の確立を目指した一連の研究を行っている。

$$\phi R_n \geq \gamma Q_n \quad (1)$$

ここで、 ϕ : 抵抗係数、 γ : 荷重係数、 R_n , Q_n : 抵抗・荷重に関する特性値である。本文では、ジオグリッド補強土壁の設計で重要な位置づけにある引抜き破壊モードの照査を対象に、 R_n , Q_n の推定モデルを提示し⁵⁾、 ϕ , γ の試算結果を報告する。

2 補強材力の推定モデル

我が国におけるジオグリッド補強土壁の現行設計³⁾では、補強材力に作用する引張力(補強材力): $T_{\max}$ を式(2)で推定し、引抜き抵抗力: R_p が式(3)を満足するように、補強材の種類や長さが決定される。

$$T_{\max} = \lambda K S_v \gamma (z + S) \quad (2)$$

$$R_p \geq F_s T_{\max} \quad (3)$$

ここで、 λ : 補正係数(現行は $\lambda=1$)、 K : 円弧すべりを仮定した式(4)で算定される土圧係数、 S_v : 補強材の敷設間隔、 γ : 土の単位体積重量、 z : 補強材の敷設深さ、 S : 上載盛土の換算高さ、 F_s : 安全率(現行は $F_s=2$)である。

$$K = \max \left[\frac{2}{\gamma H^2} \frac{\Sigma W \sin \theta - \Sigma W \cos \theta \tan \phi}{\Sigma \left\{ (2/H^2) z b \tan \theta (\cos \theta + \sin \theta \tan \phi) \right\}} \right] \quad (4)$$

式(4)において、 $\max []$: 最大値を探索する計算スキームを表し、 ϕ : 盛土材の内部摩擦角、その他のパラメータは Fig. 1 に示すとおりである。

上記の補強材力推定モデルの信頼性設計法への適用性を検討するため、著者らがデータベース化した補強土壁のケースヒストリーのうち⁶⁾、簡単のため砂質土(粘着力 $c=0$) のケースに限定して、式(2)で計算される $T_{\max}$ と実測値とを比較した。解析対象とした補強土壁の概要を Table 1 に示す。壁面工タイプが補強材力に及ぼす影響⁷⁾に着目し、コンクリートパネルやブロックを用いた場合(剛タイプ)と、土のうや鋼製型枠を用いた場合(柔タイプ)に分けて解析を行った。荷重に関するバイアス(=実測値/推定値)の平均: μ_Q と変動係数: COV_Q を Table 2 に示す。 μ_Q は壁面工タイプによって 2 倍以上異なっている。信頼性設計には偏りなく実際の挙動を表現するモデルが望ましいので、このようなモデル特性は改善する必要があるといえる。

Fig.1 Schematic diagram of a reinforced structure.

[†] 原稿受理 平成27年6月11日 Received June 11, 2015 ©2016 The Society of Materials Science, Japan

* 防衛大学校システム工学群建設環境工学科 〒239-8686 横須賀市走水
Civil and Environmental Engineering Department, National Defense Academy, Hashirimizu, Yokosuka, 239-8686

** カナダ王立国防大学土木工学科 カナダ国キングストン市 ジェネラルクレアラー13 ソイヤービル
Civil Engineering Department, Royal Military College of Canada, 13 General Crerar, Sawyer Building, Kingston, Ontario K7K 7B4, Canada.

Table 1 Case histories for geosynthetic-reinforced soil walls with cohesion less (granular) backfill.

Wall designation	Wall height, H (m)	Surcharge height, S (m)	Backfill		Facing		Reinforcement	
			Unit weight, γ (kN/m ³)	Peak friction angle, ϕ (°)	type	Batter angle, ω (°)	type	Stiffness, J^a (MN/m)
GW5	4.9	0	19.6	53	Concrete panel	0	Uniaxial HDPE	340
GW7J / N	4.8	J:1.75/ N:1.3	17.0	41	Welded wire	27	Uniaxial HDPE	350
GW8	6.1	0	20.4	40	Concrete panel	0	Uniaxial HDPE	500
GW9	6.1	1.2	20.4	40	Masonry block	3	PET geotextile	200
GW10	6.1	0	20.4	40	Wrapped face	0	PET geotextile	180
GW16	12.6	2.7	21.1	45	Wrapped face	3	PP geotextile	120
GW18	3.0	0	20.4	42	Concrete panel	0	Uniaxial HDPE	500
GW21	4.0	0	16.7	31	Plywood panel	0	Biaxial PP	130
GW22	6.0	0	16.7	43	EPS block	0	Uniaxial HDPE	380
GW23	6.0	0	16.7	43	Concrete panel	0	Uniaxial HDPE	380
GW24	6.0	0	16.7	43	Concrete panel	0	Uniaxial HDPE	380
GW25	6.0	0	16.7	43	Masonry block	0	Uniaxial HDPE	380
GW26	10.7	0	22.0	54	Masonry block	0	Uniaxial HDPE	350-660

^a Stiffness based on elapsed time to construct wall or 1000 h if this information not available

Table 2 Statistics for ratio (bias) of measured to predicted loads.

Facing type	Number of data	Current model		Revised model		
		μ_Q	COV_Q	λ	μ_Q	COV_Q
Stiff	57	0.24	0.56	0.24	1.00	0.56
Flexible	41	0.53	0.67	0.53	1.00	0.67

Fig. 2 Measured versus predicted loads using revised model.

著者らは補強材力に影響を及ぼす種々の因子を考慮する設計モデルとしてK-stiffness methodと称する方法を提案している⁵⁾。ここでは、現行設計モデルを最小限に修正するという観点から、壁面工タイプに応じて式(1)の補正係数: λ を使い分ける推定法の妥当性について述べる。壁面工タイプ毎に、実測値を用いた逆解析で算定された λ , μ_Q と COV_Q をTable 2に、実測値と修正モデルによる推定値の関係をFig. 2に示す。統計解析の結果、壁面工タイプごとに、バイアスは同一母集団とみなせ、バイアスと推定値の関係は独立とみなせることが明らかになった。ばらつき(モデルの精度)を小さくするという課題はあるが、このような修正でも十分効果的であることが分かった。なお、データベースにおけるサイトの偏りの影響が結果にどの程度影響しているかについては今後検討が必要である。

信頼性設計では、式(1)に示したように、モデルで計算

Fig. 3 Influence of load factor on probability of exceeding measured loads.

される特性値に部分係数を乗じたものを設計値とする。AASHTO²⁾では、実測値が設計値を超える確率: 超過確率が3%になるように荷重係数: γ_Q を算定するのが一般的である。この考えに従い、修正モデルに対する γ_Q の算定を試みた。4種類の γ_Q に対して計算されたバイアス=(実測値/設計値)と累積確率の関係をFig. 3に示す。実測値と設計値が等しくなるバイアス=1のときの累積確率は γ_Q に応じて大きくなり、 $\gamma_Q=2.5$ のとき、累積確率97%すなわち超過確率3%になった。これより、修正モデルに対する荷重係数は $\gamma_Q=2.5$ と算定される。

3 引抜き抵抗力の推定モデル

我が国におけるジオグリッド補強土壁の現行設計³⁾では、ジオグリッドの引抜き抵抗力: R_p を式(5)で予測する。

$$R_p = 2L_e(\alpha_1 c + \alpha_2 \sigma_v \tan \phi) \quad (5)$$

ここで、 L_e : ジオグリッドの引抜き抵抗長、 c , $\tan \phi$: 盛土材の粘着力、摩擦角、 σ_v : 補強材敷設面での鉛直応力、 α_1 , α_2 : 土の強度定数を土-ジオグリッド間の相互作用定数に換算する係数である。

上記の引抜き抵抗力推定モデルの信頼性設計法への適用性を検討するため、我が国で実施された503の引抜き試験データベースを用いて、式(5)で計算される R_p と実測値を比較した⁵⁾。データベースに収められた試験結

Table 3 Database of pullout tests.

Geogrid type	Tensile strength (kN/m)	Number of data		
		Gravel to fine sand	Sand	Silty sand or c-φ soil
Uniaxial HDPE	48 – 224	28	26	23
Biaxial PP	300 – 530	5	5	5
PP tapes	1200 – 2800	20	17	15
Woven or knitted PET	220 – 2200	42	35	35
Woven or knitted fibers made of Aramid, POM, Vectoran or Vinyon	3700	99	77	71

Fig. 4 Pullout capacity (bias) versus predicted pullout capacity using current model.

Table 4 Statistics for ratio (bias) of measured to predicted pullout strength using current model.

Soil type	μ_R	COV_R	Spearman's ρ
Gravel to fine sand	1.11	0.23	-0.426
Sand	1.28	0.27	-0.469
Silty sand or c-φ soil	1.75	0.37	-0.364
All	1.35	0.38	-0.554

果は土木研究センターの材料認定試験で実施されたものである。有効面積法で整理された一部の結果は著者らによって JGS 基準⁸⁾である全面積法に再整理し、データベース化した。データの概要を Table 3 に示す。抵抗に関するバイアスの平均: μ_R と変動係数: COV_R を Table 4 に、バイアス (= 実測値/推定値) と推定値との関係を Fig. 4 に示す。現行モデルは、推定値が低くなる条件 (拘束圧が小さい or 土の強度定数が小さい) ほど安全側で、推定値が高くなる条件 (拘束圧が大きい or 土の強度定数が大きい) ほど危険側であることが明らかになった。信頼性設計には偏りなく実際の挙動を表現するモデルが望ましいので、このようなモデル特性は改善する必要があるといえる。

信頼性設計に適用性を有するモデルを得るために、 R_p の拘束圧依存性の表現を見直す以下のモデルについて検討した。

$$R_p = \zeta [2L_e (c + \sigma_v \tan \phi)]^\kappa \quad (6)$$

ここで、 ζ, κ : いずれもフィッティングパラメータである。実測値を用いた逆解析より $\zeta=1.78$, $\kappa=0.87$ が求まった。修正モデルの μ_R と COV_R を Table 5 に、バイアス (= 実測値/推定値) と推定値の関係を Fig. 5 に示す。統計解析の結果、バイアスは予測値の大きさに関わらずほぼ 1 とみなすことができ、バイアスと推定値の関係は独立と

Fig. 5 Pullout capacity (bias) versus predicted pullout capacity using revised model.

Table 5 Statistics for ratio (bias) of measured to predicted pullout strength using revised model.

Soil type	μ_R	COV_R	Spearman's ρ
Gravel to fine sand	1.00	0.20	-0.068
Sand	0.98	0.25	-0.042
Silty sand or c-φ soil	1.00	0.33	0.173
All	1.03	0.26	-0.069

みなせるというスピアマン係数 ρ が得られた。データ数が荷重レベルによって異なる点が結果に及ぼす影響や、補強材の種類によってモデルの精度が若干異なる点の評価法については更なる検討が必要であるが、設計モデルの第 1 段階での修正には成功したといえよう。

4 荷重抵抗係数キャリブレーション

荷重と抵抗に関する特性値の推定モデルの精度が荷重抵抗係数のキャリブレーション結果に及ぼす影響を明らかにし、今回示した修正モデルを用いて部分係数を試算した結果を提示する。一連の検討にあたり、以下に示す Allen et al. ⁴⁾ の提案式を用いた。

$$\phi_R = \frac{\gamma_Q \mu_R / \mu_Q \sqrt{(1+COV_Q^2)/(1+COV_R^2)}}{\exp\left\{\beta_T \sqrt{\text{LN}\left[(1+COV_Q^2)(1+COV_R^2)\right]}\right\}} \quad (7)$$

上式は、荷重モデル、抵抗モデルに関するバイアスがそれぞれ対数正規分布に従うと仮定した厳密解である。

はじめに現行設計モデルに対する抵抗係数: ϕ_R のキャリブレーションを行った。現行の荷重モデルの精度は壁面工タイプに依存するので、壁面工タイプごとに部分係数を計算する必要がある。ここでは壁面工が剛タイプの算定結果について述べる。算定にあたり、モデルが十分安全側であると考え、荷重係数 $\gamma_Q=1$ を仮定した。また、現行の抵抗モデルは、Fig. 4 に示すように、推定値によってバイアスが増えるので、 COV_R をデータ全体に計算される値 0.38 で固定し、 μ_R を 4 種類変化させて解析を行った。結果を Fig. 6 に示す。AASHTO²⁾では破壊確率が 1% になるように ϕ_R を決定する。この考えに従うと、抵抗モデルの μ_R が 1 を超える条件に対しては、抵抗力を安全側に見積もるための抵抗係数が 1 以上に算定されてしまい、非現実的なキャリブレーション結果となることが分かる。

Fig. 6 Computed probability of failure (Pf) for pullout limit state using current design models.

Fig. 7 Computed probability of failure (Pf) for pullout limit state using revised design models.

次に、剛と柔いずれの壁面工タイプにも適用可能なように修正した荷重モデル:式(2)と引抜き抵抗力の拘束圧依存性を修正した抵抗モデル:式(6)を用いて同様なキャリブレーションを行った。式(7)に修正モデルのバイアス統計量を代入すると、破壊確率: $P_f=1\%$ に対する ϕ_R と γ_Q の比は 3.7 となる。荷重係数を 1.0~2.5 ごとに破壊確率: $P_f-\phi_R$ 関係を描くと、Fig. 7 のとおりとなる。これより 2 章で算定した $\gamma_Q=2.5$ に対する ϕ_R は 0.67 となる。これらの妥当性については、今後より詳細に検討する必要があるが、概ね妥当な結果が得られたと考えている。

最後に、現行設計法と、本文に示された信頼性設計法がどのような設計結果の違いを与えるかについて検討した。ここでは、単純なケースについて必要補強材定着長 L_{e_req} を比較した結果を示す。算定には、現行設計法の場合、式(2), (3), (5)より誘導される式(8)を、信頼性設計法の場合、式(1), (2), (6)より誘導される式(9)を用いた。

$$L_{e_req} = \frac{F_s K S_v}{2 \tan \phi} \quad (8)$$

$$L_{e_req} = \frac{1}{2 \sigma_v \tan \phi} \left\{ \frac{(\gamma_Q / \phi_R) \lambda K \sigma_v S_v}{\zeta} \right\}^{\frac{1}{\kappa}} \quad (9)$$

壁面工が柔タイプ、敷設間隔 $S_v=1.0$ m の条件に対して、盛土材の内部摩擦角: $\phi=30^\circ, 35^\circ, 40^\circ$ に計算される L_{e_req} と鉛直応力 σ_v の関係を Fig. 8 に示す。旧来の設計法は式

Fig. 8 Computed required anchorage length using current and revised design models

(8)から明らかなように、 L_{e_req} は σ_v によらず一定となり、 ϕ が小さいときほど L_{e_req} が長くなる。本文で提案する信頼性設計法の場合、 σ_v が小さいとき現行設計より短い L_{e_req} を与え、 σ_v が大きくなると両者の差は次第に小さくなった。このような検討を繰り返すことで妥当な許容破壊確率や部分係数の設定が可能になると考えられる。

5 結 言

現行の設計モデルは安全側の推定結果を与えるので許容応力設計の枠組みには適しているが、幅広い設計条件に対して偏りなく現象を表現するという意味では修正が必要といえる。本文に示した壁面工タイプの影響を考慮できる修正荷重モデル、引抜き力の拘束圧依存性を修正した抵抗モデルを用いれば、合理的な荷重抵抗係数の算定が可能になると考えられる。より適用範囲の広いモデルと実際の係数について更なる検討が必要である。

参 考 文 献

- 1) Comité Européen de Normalisation (CEN), "Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1" (2004).
- 2) American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), "LRFD Bridge Design Specifications, 7th edition" (2014).
- 3) Public Works Research Center (PWRC), "Design and Construction Manual of Geosynthetic Reinforced Soil (2nd revised version)" (2014).
- 4) T.M. Allen, A.S. Nowak and R.J. Bathurst, "Calibration to determine load and resistance factors for geotechnical and structural design", Transportation Research Board Circular, E-C079 (2005).
- 5) Y. Miyata and R.J. Bathurst, "Reliability analysis of soil-geogrid models in Japan" Soils and Foundations, Vol.52, No.4, pp. 620-633 (2012).
- 6) R.J. Bathurst, Y. Miyata, A. Nernheim and T.M. Allen, "Refinement of K-Stiffness method for geosynthetic reinforced soil walls", Geosynthetic International, Vol.15, No.4, pp.269-295 (2008).
- 7) F. Tatsuoka, "Roles of facing rigidity in soil reinforcing", Keynote Lecture, Proc. Earth Reinforcement Practice, Fukuoka, Japan, Vol. 2, pp. 831-870 (1993).
- 8) JGS 0942-2009. "Pull out Test of Geosynthetics in Soil", Japanese Geotechnical Society, (2009).